

17. Стратегія: Послання Президента // Економіст. – 2004. – №3. – С.40.

18. Шаленный В.Т. Организационно-технологические аспекты энергосбережения при модернизации производства конструкций и зданий из бетона. – Днепропетровск: Наука и образование, 2002. – 200 с.

19. Торкатюк В.И., Пан Н.П., Сухонос М.К. Системотехнические подходы к формированию энергосберегающих технологий на современном этапе развития экономики Украины // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 49. – К.: Техніка, 2003. – С. 235-239.

20. Торкатюк В.И., Бойко Л.Г., Сухонос М.К. Совершенствование стратегии формирования системы энергосбережения в строительной отрасли // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 58. – К.: Техніка, 2004. – С.3-16.

21. Шутенко Л.Н. Технологические основы формирования и оптимизации городского жилого фонда (теория, практика, перспективы). – Харьков: Майдан, 2002. – 1054 с.

Получено 31.03.2005

УДК 624.015.5

Л.И. СТОРОЖЕНКО, д-р техн. наук, А.В. СЕМКО, канд. техн. наук
Полтавский национальный технический университет им. Юрия Кондратюка

СРАВНЕНИЕ МЕТОДИК РАСЧЕТА ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Анализируются результаты расчетов трубобетонных конструкций по различным существующим нормам и методам расчета строительных конструкций.

Трубобетонные конструкции можно рассчитывать как железобетонные конструкции с жестким армированием [5], как железобетонные конструкции с косвенным армированием [1], как стальные конструкции с приведением бетона к стали [2] и согласно Eurocode 4 [11] и также в соответствии с другими методами [3-4]. Анализ последних исследований [8-10] свидетельствует, что различные нормативные методы дают довольно близкие значения расчетной несущей способности сжатого трубобетонного элемента.

Нерешенной проблемой остается отсутствие в Украине и в СНГ норм расчета сталелезобетонных и, в частности, трубобетонных конструкций. Поэтому целью данной статьи является анализ проверки несущей способности реальной трубобетонной колонны многоэтажного жилого здания в г. Новосибирске, выполненный по разным рекомендациям расчета.

Максимальная расчетная нагрузка, действующая в колонне: $N=4257,1$ кН; $M_y=16,6$ кНм; $M_z=51$ кНм; $Q_y=24$ кН. Учитывается, что колонна имеет постоянное по высоте сечение, поэтому на другие, меньшие нагрузки, она не рассчитывается.

Колонна состоит из стальной трубы с наружным диаметром

530 мм с толщиной стенки 8 мм. Марка стали принимается ВСтЗкп2-1 с минимально возможным расчётным сопротивлением. Труба заполнена бетоном класса В30 по прочности.

В настоящее время нормативный документ по проектированию трубобетонных конструкций для стран СНГ только разрабатывается. Поэтому предполагается расчёт трубобетонных колонн по следующим четырём методикам:

- по приведенным к стали сечениям [2];
- как для железобетонных конструкций с жёстким армированием [5];
- согласно проекту нормативного документа, разрабатываемого, в том числе и Полтавским НТУ под руководством института «ЦНИИПроектстальконструкция» и изложенного в [7];
- в соответствии с нормативным документом Eurocode 4 [11].

Принимаем, что расчётная высота колонны l_0 равна расстоянию между точками примыкания связей – 3 м.

Определяем гибкость колонны λ , используя известную формулу

$$\lambda = l_0 / i_s .$$

Здесь $i_s = 18,5$ см в соответствии с ГОСТ 10704-76* для трубы с диаметром, равным 530 мм. При определении гибкости работу бетона не учитываем.

$$\lambda = l_0 / i_x = 16,2.$$

В соответствии с табл.72 [2] при таком значении гибкости значение коэффициента продольного изгиба φ приближается к единице, поэтому в дальнейших расчётах гибкость колонны не учитывается.

Известно, что стойки можно рассчитывать как центрально сжатые в случае, если эксцентриситет действующего на элемент усилия не превышает значения случайного эксцентриситета, который принимается большим из трёх величин:

$$e_a = l_0 / 600 = 300 / 600 = 0,5 \text{ см};$$

$$e_a = d / 30 = 53 / 30 = 1,77 \text{ см};$$

$$e_a = 1 \text{ см}.$$

Вычисляем значения расчётного эксцентриситета e_0 . Для этого определяем максимальные значения изгибающего момента, действующего в сечении

$$M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2} = \sqrt{16,6^2 + 51^2} = 53,6 \text{ кНм};$$

$$e_0 = M / N = 53,6 / 4257,1 = 0,0125 \text{ м} = 1,25 \text{ см.}$$

Эксцентриситет действующего усилия меньше случайного ($1,25 < 1,77$ см), поэтому элемент разрешается рассчитывать как центрально сжатый. Однако, несущая способность будет проверена и на центральное, и на внецентренное сжатие.

При расчётах принимаем $\gamma_{b3} = \gamma_{b6} = 1$ (табл.15 СНиП [1]), так как экспериментами доказано [3, 6], что при бетонировании в вертикальной трубе бетон не расслаивается, а колонна предназначена для эксплуатации в отапливаемом помещении. Замораживание свежесложенного бетона в трубе до его схватывания и твердения ни в коем случае не допускается, так как при замерзании бетона возможен разрыв стенки стальной трубы.

1. *Проверка несущей способности колонны по приведенным сечениям.* Суть этого расчёта состоит в том, что комплексное поперечное сечение приводится к одному материалу, в данном случае к стали, а расчёт производится в соответствии со СНиП [2]. Учтем, что в сечении, наряду с продольной силой, действует изгибающий момент, поэтому будем рассчитывать колонну как внецентренно сжатую. Этот расчёт возможен как при работе бетона в упругой стадии, так и с учётом пластических деформаций.

1а. *Расчёт при работе бетона в упругой стадии.* Трубобетонная колонна имеет такие геометрические характеристики поперечного сечения: $A_s = 131 \text{ см}^2$; $A_b = 2074 \text{ см}^2$. Расчётные сопротивления материалов: $R_s = 235 \text{ МПа}$; $R_b = 17,3 \text{ МПа}$. Коэффициент приведения $n = E_b / E_s = 0,13$. Расчёт проводим, используя формулу (50) [2]:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \leq R_y \gamma_c.$$

Считаем, что при внецентренном сжатии изгибающий момент воспринимается только стальной трубой, что идёт в запас прочности колонны.

Из этого расчёта следует, что несущая способность трубобетонной колонны *обеспечена*. Превышение расчётного сопротивления по сравнению с действующими в колонне напряжениями составляет $235/138,1 = 1,7$.

1б. *Расчёт при работе бетона с учётом пластических деформаций.* Известно, что при работе в пластической стадии модуль упругости бетона уменьшается, что в соответствии со СНиП [1] учитывается введением коэффициента $\nu = 0,45$ (табл.35 [1]).

В этом случае коэффициент приведения $n = \nu E_b / E_s = 0,06$. Тогда

$$A_n = A_{red} = A_s + nA_b = 255,4 \text{ см}^2.$$

Проверяем несущую способность поперечного сечения

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y = \frac{4257,1}{255,4} + \frac{5360}{44835} 26,5 = 198,4 < 235 \text{ МПа}.$$

Из этого расчёта следует, что несущая способность трубобетонной колонны *обеспечена*. Превышение расчётного сопротивления по сравнению с действующими в колонне напряжениями составляет $235/198,4 = 1,18$.

2. Проверка несущей способности колонны в соответствии с руководством по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой [5]. Эксцентриситет действующего усилия в колонне принимаем случайным: $e_0 = 1,77$ см. Так как $l_0 / r_n = 19 > 14$, то влияние прогибов колонны учитываем согласно п.3.25 [5] путём умножения случайного эксцентриситета колонны на коэффициент η , определяемый по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{kp}),$$

где N_{kp} – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{kp} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\kappa_{\partial l}} \left(\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right].$$

$$I_b = \pi d^4 / 64 = 342454 \text{ см}^4; \quad I_s = 44835 \text{ см}^4; \quad \alpha = 6,33;$$

$$T = e_0 / h = 1/30 > t_{\min} = 0,5 - 0,01e_0 / h - 0,001R_b = 0,27.$$

Принимаем $t = 0,27$.

$\kappa_{\partial l} = 1 + M_{\partial l} / M = 2$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки. Вычисляем критическую силу

$$N_{kp} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\kappa_{\partial l}} \left(\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = 47230 \text{ кН}; \quad \eta = 1,1.$$

Определяем радиус инерции приведенного сечения

$$A_{red} = A_b + A_s \alpha = \frac{3,14 \cdot 51,4^2}{4} + 131 \cdot 6,33 = 2903 \text{ см}^2;$$

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha = 626260 \text{ см}^4; \quad r = \sqrt{I_{red} / A_{red}} = 14,7 \text{ см}.$$

$$\text{Проверяем } \frac{e_0 \eta h}{r^2} = \frac{1,77 \cdot 1,1 \cdot 53}{14,7^2} = 0,47 < 2.$$

Исходя из этого, несущую способность колонны проверяем из условия

$$N \leq \frac{\kappa N_{np}}{1 + \frac{e_0 \eta h}{2,5 r^2}} = 5994 \text{ кН},$$

где $\kappa = 1,1$. $N_{np} = R_b A_b + R_s A_s = 653,9 \text{ кН}$;

$$N = 5994 > 4257 \text{ кН}.$$

Несущая способность колонны обеспечена. Превышение несущей способности колонны по сравнению с действующими в колонне усилиями составляет $5994 / 4257,1 = 1,41$.

3. Проверка несущей способности колонны в соответствии с проектом нормативного документа по сталежелезобетонным конструкциям для стран СНГ. Методика расчёта трубобетонных конструкций, рекомендуемая для использования в разрабатываемом нормативном документе для стран СНГ, изложена в [6]. В соответствии с этой методикой несущая способность сжатой трубобетонной колонны определяется по формуле

$$N \leq N_{per} = \varphi \gamma_{bs} (R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s),$$

где R_b^* – расчётное сопротивление бетона в трубобетоне, определяемое по формуле

$$R_b^* = 0,65 B (1 + \mu_{pb} \beta).$$

Здесь B – класс бетона по прочности; β – коэффициент, определяемый по табл.2.1 [7] (в нашем случае $\beta = 0,35$); μ_{pb} – коэффициент армирования, $\mu_{pb} = 131 / 2074 = 0,063$; R_b^* можно определить по табл.2.2 [7] (в нашем случае $R_b^* = 27,2 \text{ МПа}$); φ – коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии, определяемый в зависимости от приведенной гибкости λ_{red} и приведенного эксцентриситета e_{red} .

Вычисляем относительный эксцентриситет по формуле (4.32) [7]

$$e_{red} = 2e_0 / \left[d_i (0,5 - 0,25 / (1 + \mu_{pb} \frac{\psi}{\chi})) \right],$$

где $e_0 = 1,77$ см; $d_i = 51,4$ см; $\mu = 0,063$; $\psi = 1,37$; $\chi = 0,177$ (табл.4.1 [7]).

$$e_{red} = 2e_0 / \left[d_i (0,5 - 0,25 / (1 + \mu_{pb} \frac{\psi}{\chi})) \right] = 0,21 < 2.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{red} = 2l_0 / \left[d_i \sqrt{0,5 - 0,125(1 + \mu \frac{\psi}{\chi})} \right] = 36.$$

По рис.4.6 [7] определяем значение коэффициента φ в зависимости от $\lambda_{red} = 36$ и $e_{red} = 0,21$. $\varphi = 0,86$.

Коэффициент длительного сопротивления трубобетона определяем по табл.4.5 [7] в зависимости от $\mu = 0,063$ и $e_{red} = 0,21$. $\gamma_{pb} = 0,8$.

Вычисляем несущую способность колонны

$$N_{per} = \varphi \gamma_{bs} (R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s) = 5639,1 \text{ кН} > 4257,1 \text{ кН}.$$

Несущая способность колонны *обеспечена*. Превышение несущей способности колонны по сравнению с действующими в колонне усилиями составляет $5639 / 4257 = 1,33$.

4. Проверка несущей способности колонны в соответствии с Eurocode 4.

4а. Расчёт при работе колонны на осевое сжатие. В соответствии с международным нормативным документом Eurocode 4 [11] расчёт несущей способности трубобетонных колонн при осевом сжатии проводится по формуле (п.4.8.3.3)

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c},$$

где A_a , A_c – площади поперечного сечения трубы и бетона; f_y , f_{ck} – нормативные сопротивления стали и бетона, $f_y = \gamma_m$ $R_y = 1,05 \times 235 = 246,8$ МПа; $f_{ck} = 22,4$ МПа; γ_{Ma} , γ_c – расчётные коэффициенты. В нашем случае $\gamma_{Ma} = 1,1$; $\gamma_c = 1,5$.

Определяем несущую способность колонны

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = 131 \frac{246,8}{1,1} + 2074 \frac{0,85 \times 22,4}{1,5} =$$

$$= 5571,76 \text{ кН} > 4257,1 \text{ кН.}$$

Из этого расчёта следует, что несущая способность колонны обеспечена. Превышение несущей способности колонны по сравнению с действующими в колонне усилиями составляет $5571,76/4257,1 = 1,31$.

46. *Расчёт колонны при внецентренном сжатии.* В соответствии с Eurocode 4 [11] на внецентренное сжатие расчёт трубобетонных колонн проводится в соответствии с нормативным Приложением С с использованием кривой взаимодействия для симметричных поперечных сечений. Кривая взаимодействий приведена на рис.1.

В связи с малыми значениями момента ($M_{mp} = 1,77 \times 4257 = 7435 \text{ кНм}$), фактически можно определять не все пять характерных точек кривой взаимодействия, ограничивающей область несущей способности $M-N$, а только A и C .

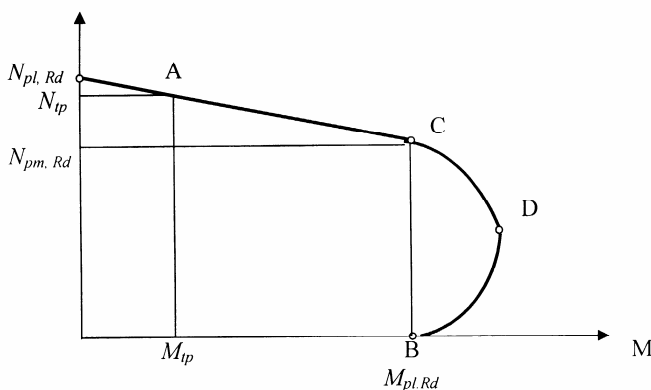


Рис.1 – Кривая взаимодействия

Пластическая нормальная предельная сила $N_{pl, Rd}$, значение которой соответствует точке A , определяется в соответствии с пунктом 4.8.3.3 [11]

$$N_{pl, Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = 131 \frac{246,8}{1,1} + 2074 \frac{0,85 \times 22,4}{1,5} = 5571,76 \text{ кН.}$$

Предельное значение силы $N_{pl, Rd}$ определяется следующим образом:

$$N_{pm, Rd} = R_{c2} + 2|R_{a2}|,$$

где R_{c2} – предельная нормальная сила в поперечном сечении бетона, ограниченного нейтральными линиями для случая чистого изгиба (рис.2); R_{a2} – предельная нормальная сжимающая сила для стали в об-

ласти (2).

На рис.2 *B-B* и *C-C* – нейтральные линии при расчёте круглого сечения на чистый изгиб без учёта работы растянутого бетона.

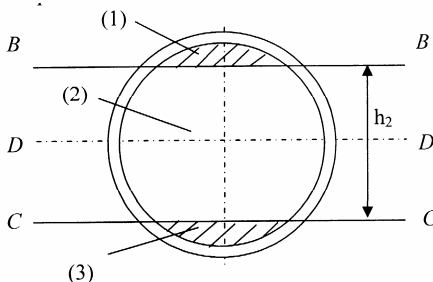


Рис.2 – Расчетная схема поперечного сечения трубобетонного элемента

В соответствии с пунктом С4 [11] $N_{pm.Rd} = R_c$, т.е. несущая способность на сжатие соответствует несущей способности бетонного сечения.

$$N_{pm.Rd} = R_b A_b = 17,3 \times 2074 = 3588 \text{ кН.}$$

Предельный момент, относящийся к осям *B-B* и *C-C*, равняется

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}.$$

Здесь $M_{max.Rd} = W_{ps} R_s + 0,5 W_{pc} R_b$, где W_{ps} – пластический момент сопротивления трубы [3]. $W_{ps} = 1945 \text{ см}^3$; W_{pc} – пластический момент сопротивления бетонного сечения без учёта трещинообразования

$$W_{pc} = 1,15 W_{bl} = 15330 \text{ см}^3. M_{max.Rd} = 579,9 \text{ кНм.}$$

$$M_{n.Rd} = W_{pan} R_s + 0,5 W_{pcn} R_b,$$

где W_{pan} , W_{pcn} – пластические моменты сопротивления стального профиля и бетонного элемента для площади внутри области (2) рис.2. Его приближённо можно вычислить как для прямоугольного сечения:

$$W_{pan} = \frac{2h_2^2 \delta}{4} = 8,1 \text{ см}^3; W_{pcn} = \frac{h_2^2 (D - 2\delta)}{4} = 57,8 \text{ см}^3;$$

$$M_{n.Rd} = W_{pan} R_s + 0,5 W_{pcn} R_b = 2,4 \text{ кНм}; M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 53,3 \text{ кНм.}$$

При известном положении точки *C*, определённом значениями $N_{pm.Rd}$ и $M_{pl.Rd}$, находим предельную несущую способность трубобетонного элемента при внецентренном сжатии с учётом пластической работы материалов

$$N_{tp} = N_{pl.Rd} - (N_{pl.Rd} - N_{pm.Rd}) \frac{M_{tp}}{M_{pl.Rd}} = 5544 \text{ кН} > 4257,1 \text{ кН.}$$

Из этого расчёта следует, что несущая способность колонны *обеспечена*. Превышение несущей способности колонны по сравнению с действующими в колонне усилиями составляет 5544/4257,1=1,30.

Сравнение результатов расчета по разным нормативным методикам сведем в таблицу:

Методы	1 по [2]		2 по [5]	3 по [7]	4 по [11]	
	1а	1б			4а	4б
$N_{расч}/N_{нагр}$	1,7	1,18	1,41	1,33	1,31	1,30

Эти данные свидетельствуют, что расчет трубобетонных конструкций по различным нормам для железобетонных конструкций с внешним армированием дает близкие результаты, а при расчете как стальных, с приведенным к бетону сечением, следует учитывать неупругие свойства бетона.

1.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.

2.СНиП П 23 81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1981.

3.Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Стройиздат, 1974. – 146 с.

4.Лукша Л.К. Прочность трубобетона. – Минск: Высшая школа, 1977. – 95 с.

5.Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / НИЖБ, ЦННИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 54 с.

6.Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. – К.: Сталь, 2004. – 318 с.

7.Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с внешним армированием. – К.: УМКО ВО, 1989. – 98 с.

8.Стороженко Л.И., Плахотный П.И., Черный А.Я. Расчёт трубобетонных конструкций. – К.: Будівельник, 1991. – 120 с.

9.Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Плахотный П.И. Изгибаемые конструкции из трубобетона. – К.: Будівельник, 1994. – 102 с.

10.Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. Сталезалізобетонні конструкції. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 160 с.

11.Eurocode 4. Проектирование сталезалізобетонных конструкций. Общие правила для зданий: Пер. с нем. – Полтава: ПНТУ, 1997. – 180 с.

Получено 21.03.2005